

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO**

**PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA**

**RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D'ABRUZZO – MANOPPELLO**

**LOTTO 1**

**PONTI E VIADOTTI FERROVIARI**

Relazione di predimensionamento

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IA96 00 R 29 CL VI0104 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFITIVA	P. Luciani	Agosto 2021	P. Tascione	Agosto 2021	T. Paoletti	Agosto 2021	F. Arduini Agosto 2021

ITALFERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Intervento Centro  
Pescara-Esposizioni  
2021-2024  
F. Arduini

## INDICE

1.	PREMESSA.....	4
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE DI RIFERIMENTO.....	6
3.	DESCRIZIONE DELL’OPERA.....	7
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
4.1	CALCESTRUZZO.....	10
4.1.1	<i>Strutture di elevazione.....</i>	10
4.1.2	<i>Zattera di fondazione.....</i>	11
4.1.3	<i>Pali di fondazione.....</i>	11
4.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	12
4.3	COPRIFERRI MINIMI.....	12
5.	PARAMETRI SISMICI.....	13
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	16
7.	ANALISI DEI CARICHI.....	17
7.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI $G_1$ .....	17
7.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI $G_2$ .....	17
7.3	CARICHI ACCIDENTALI $Q_1$ .....	17
7.3.1	<i>Effetti dinamici.....</i>	18
7.3.2	<i>Carichi verticali.....</i>	18
7.3.3	<i>Numero di treni contemporanei.....</i>	19
7.4	TRENO SCARICO $Q_2$ .....	20
7.5	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA $Q_3$ .....	20
7.6	AZIONE CENTRIFUGA $Q_4$ .....	21
7.7	AZIONE LATERALE (SERPEGGIO) $Q_5$ .....	22
7.8	AZIONE DEL VENTO $Q_6$ .....	22

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A	FOGLIO 3 di 57

7.9	CARICHI SUI MARCIAPIEDI.....	23
7.10	VARIAZIONI TERMICHE $\epsilon_3$ .....	23
7.11	SPINTA STATICA DELLA TERRA .....	23
7.12	SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE .....	24
7.13	AZIONI SISMICHE $Q_7$ .....	25
	7.13.1 Spinta sismica.....	25
	7.13.2 Forze inerziali dovute al sisma .....	26
8.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	26
9.	CRITERI DI MODELLAZIONE.....	31
10.	CRITERI DI VERIFICA .....	32
10.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	32
	10.1.1 Verifiche a fessurazione .....	32
	10.1.2 Verifiche delle tensioni di esercizio.....	33
10.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....	34
	10.2.1 Sollecitazioni flettenti .....	34
	10.2.2 Sollecitazioni taglianti .....	34
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	36
11.	VERIFICHE.....	38
11.1	VERIFICHE STRUTTURALI.....	38
	11.1.1 Elevazione .....	38
	11.1.2 Fondazione .....	44
	11.1.3 Pali.....	48
11.2	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	53
	11.2.1 Verifiche di capacità portante .....	53
	11.2.2 Verifiche del carico limite orizzontale .....	56

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

## 1. **PREMESSA**

La presente relazione descrive le analisi preliminari per il predimensionamento del ponte VI01 opera prevista nell’ambito del Progetto di fattibilità tecnico-economico del raddoppio ferroviario della tratta Interporto d’Abruzzo – Manoppello (Fig. 1).

L’opera in progetto nasce dalla necessità di scavalcare la viabilità stradale di Via Sagittario senza interventi plano-altimetrici sulla stessa; allo stesso tempo l’opera è integrata anche per lo scavalco del fosso Taverna.

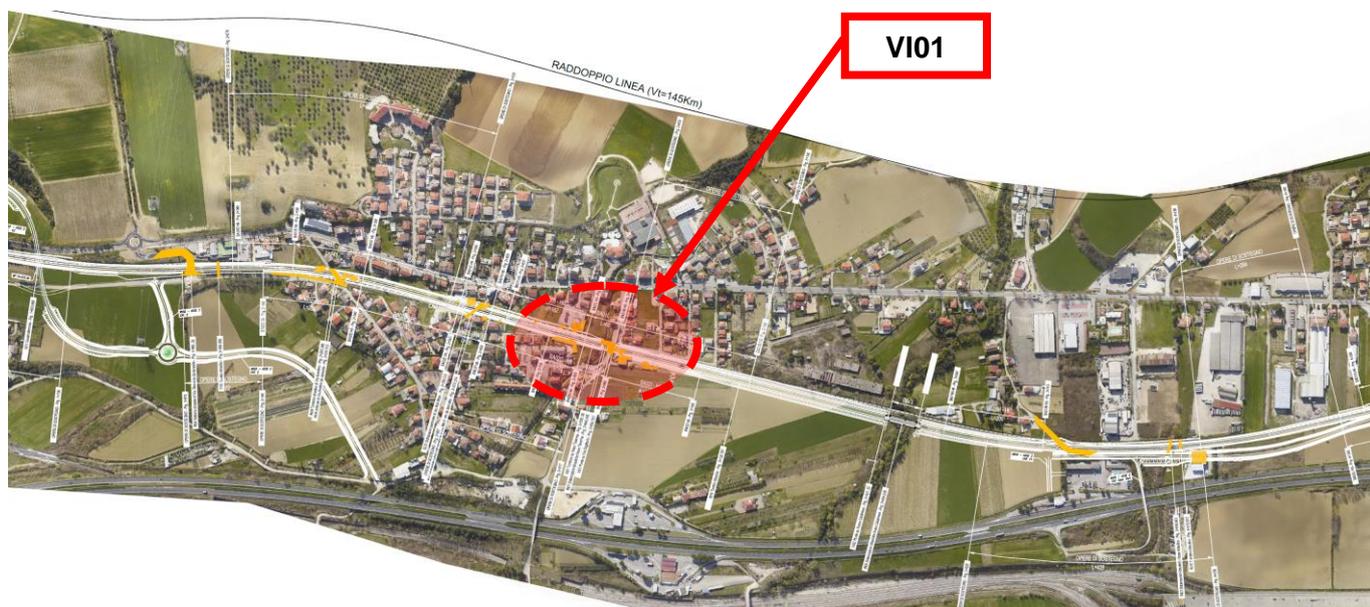


Fig. 1 – Inquadramento planimetrico ponte di Via Sagittario (VI01)

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO LOTTO 1 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b></p>					
<p><b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b></p>	<p>COMMESSA IA96</p>	<p>LOTTO 00 R 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0104 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 5 di 57</p>

## 2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **Normativa di riferimento**

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del progetto:

- [1] LEGGE n. 1086 del 05.11.1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [2] Circolare n.11951 del 14.02.1974 - “Istruzioni per l’applicazione della legge 5/11/1971 n. 1086”;
- [3] D.M. 17 gennaio 2018 - Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le costruzioni»;
- [4] Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l’applicazione dell’ “Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- [5] Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici;
- [6] UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- [7] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [8] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [9] UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [10] UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”;
- [11] RFI DTC SI MA IFS 001 E del 31.12.2020 - Manuale di progettazione delle opere civili;
- [12] RFI DTC SI AM MA IFS 001 D del 31.12.2020 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 1 - Ambiente;
- [13] RFI DTC SI PS MA IFS 001 E del 31.12.2020 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture;
- [14] RFI DTC SI CS MA IFS 001 E del 31.12.2020 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale;
- [15] RFI DTC SI CS MA IFS 002 D del 31.12.2020 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 5 – Prescrizioni per gli impianti dei terminal aperti al pubblico, per i marciapiedi e per le pensiline delle stazioni ferroviarie a servizio dei viaggiatori;
- [16] RFI DTC SI CS MA IFS 003 E del 31.12.2020 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 6 – Sagome e profili minimi degli ostacoli;



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA <b>IA96</b>	LOTTO <b>00 R 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0104 001</b>	REV. <b>A</b>

### 3. DESCRIZIONE DELL’OPERA

Oggetto della presente relazione è il predimensionamento del VI01 - Ponte su via Sagittario dal km 2+849,297 al km 2+860,297 VI01 - Ponte su Via Sagittario dal km 2+849,297 al km 2+860,297

L’opera in oggetto viene realizzata sulla sede stradale esistente di via Sagittario, alzando la quota del p.f. di progetto rispetto a quella esistente, per poter garantire il franco minimo di 5,00 m, previsto dalla normativa vigente per i nuovi sottopassi stradali, tra piano stradale ed intradosso soletta di copertura. L’impalcato ferroviario di progetto appoggia da un lato su di una classica spalla su pali e dall’altro lato sul piedritto dello scatolare idraulico realizzato sul parallelo fosso Taverna.

L’impalcato presenta una sezione tipo a doppio binario con velocità inferiore o uguale a 200 km/h con una larghezza trasversale pari a 13,70m, per poter inserire le barriere antirumore tipo HS rettificata.

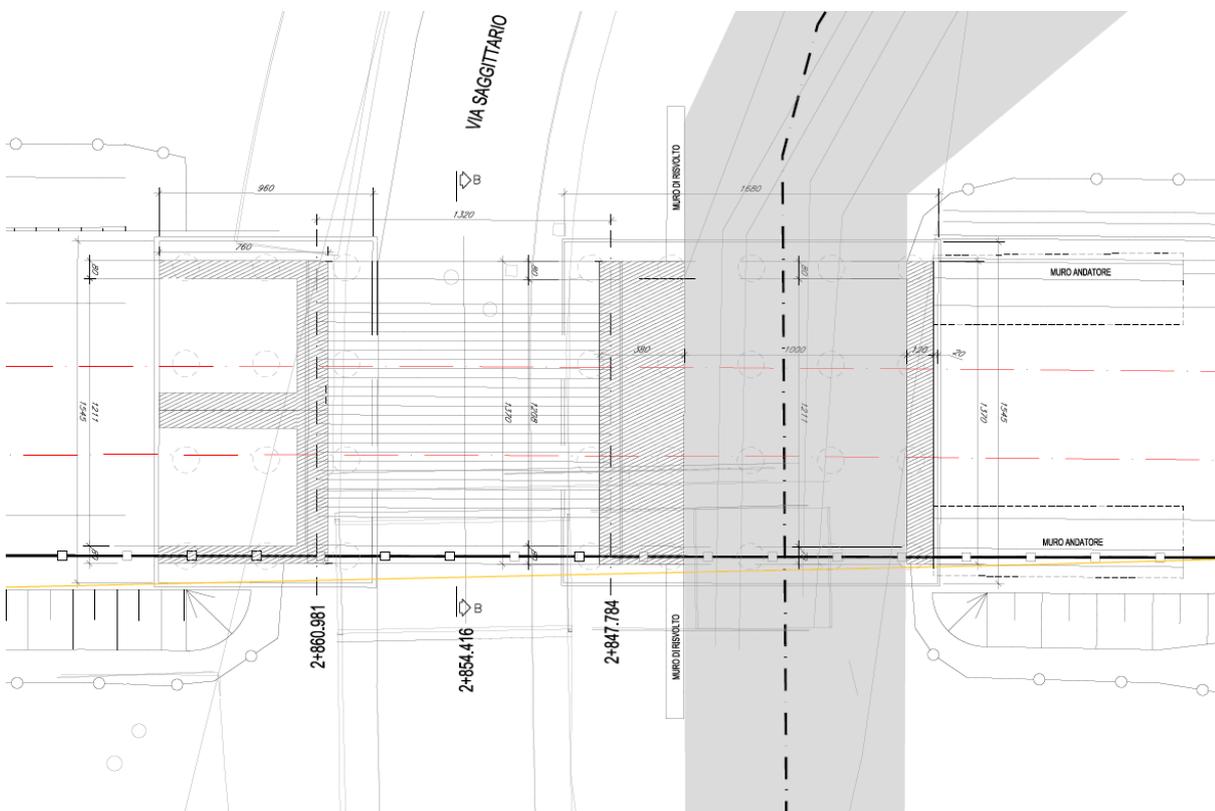


Fig. 2 – VI01 – Stralcio Planimetrico



	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO LOTTO 1 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A	FOGLIO 9 di 57

La larghezza complessiva dell’impalcato, interessato dal passaggio di due binari posti ad interasse di 4.00m, è pari a 13.70m.

La velocità di progetto della linea è inferiore a 250km/h, pertanto non si prevede una precompressione trasversale a mezzo di barre. L’asse dei binari non prevede un’inclinazione rispetto all’asse ortogonale a quello stradale. La luce delle travi, valutata in asse appoggi, risulta pari a 12.90m. Il vincolo dell’impalcato con le sottostrutture è realizzato mediante l’impiego di appoggi del tipo a disco elastomerico confinato.

Il vincolo dell’impalcato con le sottostrutture è realizzato, mediante il seguente schema:

- sullo scatolare sono previsti n.12 appoggi fissi a rigidità variabile e n.12 di tipo multidirezionale;
- sulla spalla tradizionale sono previsti n.12 appoggi unidirezionali, con possibilità di scorrimento in senso longitudinale, e n.12 appoggi multidirezionali.

Il tracciamento del nuovo asse ferroviario di raddoppio consente la realizzazione dell’opera per fasi senza interruzione dell’esercizio.

Le scelte progettuali adottate per il Ponte su Via Sagittario sono state dettate dalla necessità di garantire il franco stradale minimo di 5.00 rispetto alla viabilità esistente e integrare l’attraversamento idraulico del Fosso Taverna. Pertanto l’utilizzo di un impalcato a travi incorporate ha consentito di ridurre al minimo lo spessore dell’impalcato garantendo un franco minimo di 5.11m rispetto alla viabilità esistente. Inoltre l’integrazione dell’attraversamento idraulico del Fosso Taverna all’interno della spalla del ponte ha consentito di ottenere un’opera unica scongiurando ogni possibile fenomeno di scalzamento tra la spalla e il manufatto di attraversamento.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA <b>IA96</b>	LOTTO <b>00 R 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0104 001</b>	REV. <b>A</b>

## 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo

#### 4.1.1 Strutture di elevazione

Per il getto della spalla si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4

C32/40  $f_{ck} \geq 32$  MPa  $R_{ck} \geq 40$  MPa

Classe minima di consistenza: S3÷S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm <sup>2</sup>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA <b>IA96</b>	LOTTO <b>00 R 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0104 001</b>	REV. <b>A</b>

#### 4.1.2 Zattera di fondazione

Per il getto delle fondazioni si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d’esposizione: XC2

C25/30  $f_{ck} \geq 25$  MPa  $R_{ck} \geq 30$  MPa

Classe minima di consistenza: S3÷S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16.60	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14.11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm <sup>2</sup>

#### 4.1.3 Pali di fondazione

Per il getto dei pali si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d’esposizione: XC2

C25/30  $f_{ck} \geq 25$  MPa  $R_{ck} \geq 30$  MPa

Classe minima di consistenza: S4÷S5

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
--	----------	-----------	-------------------

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA <b>IA96</b>	LOTTO <b>00 R 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0104 001</b>	REV. <b>A</b>

Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16.60	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14.11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm <sup>2</sup>

#### 4.2 Acciaio per cemento armato

Tipo	B450 (controllato in stabilimento)	
$f_{yk} =$	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30 MPa	Resistenza di calcolo
$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$	337.50 MPa	Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)
$E_s =$	210000 MPa	Modulo elastico

#### 4.3 Copriferrini minimi

Si riportano di seguito i copriferrini minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione	5.0 cm
Plinto di fondazione	4.0 cm
Pali di fondazione	6.0 cm

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO LOTTO 1 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

## 5. PARAMETRI SISMICI

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco  $a_g$  (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ ;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ .

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_C^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come  $F_0$  descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

- Vita nominale  $V_N$  = 75 anni;
- Classe d'uso = II;
- Coefficiente d'uso  $C_u$  = 1.0;
- Periodo di riferimento  $V_R$  = 75 anni;
- $T_{R,SLV}$  = 712 anni;
- Latitudine = 42.3220;
- Longitudine = 14.0860;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

- $a_{g,SLV}$  = **0.124 g**;
- $F_{0,SLV}$  = **2.638**;
- $T_{c,SLV}^*$  = **0.312 sec.**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.050	2.515	0.267
SLD	75	0.061	2.527	0.280
SLV	712	0.124	2.638	0.312
SLC	1462	0.151	2.654	0.323

Tabella 1: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

- Categoria di suolo = C;
- Categoria topografica = T1;
- $S_s$ , fattore stratigrafico = 1.500;
- $S_T$ , fattore topografico = 1.00;

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, lo spettro elastico allo SLV in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**

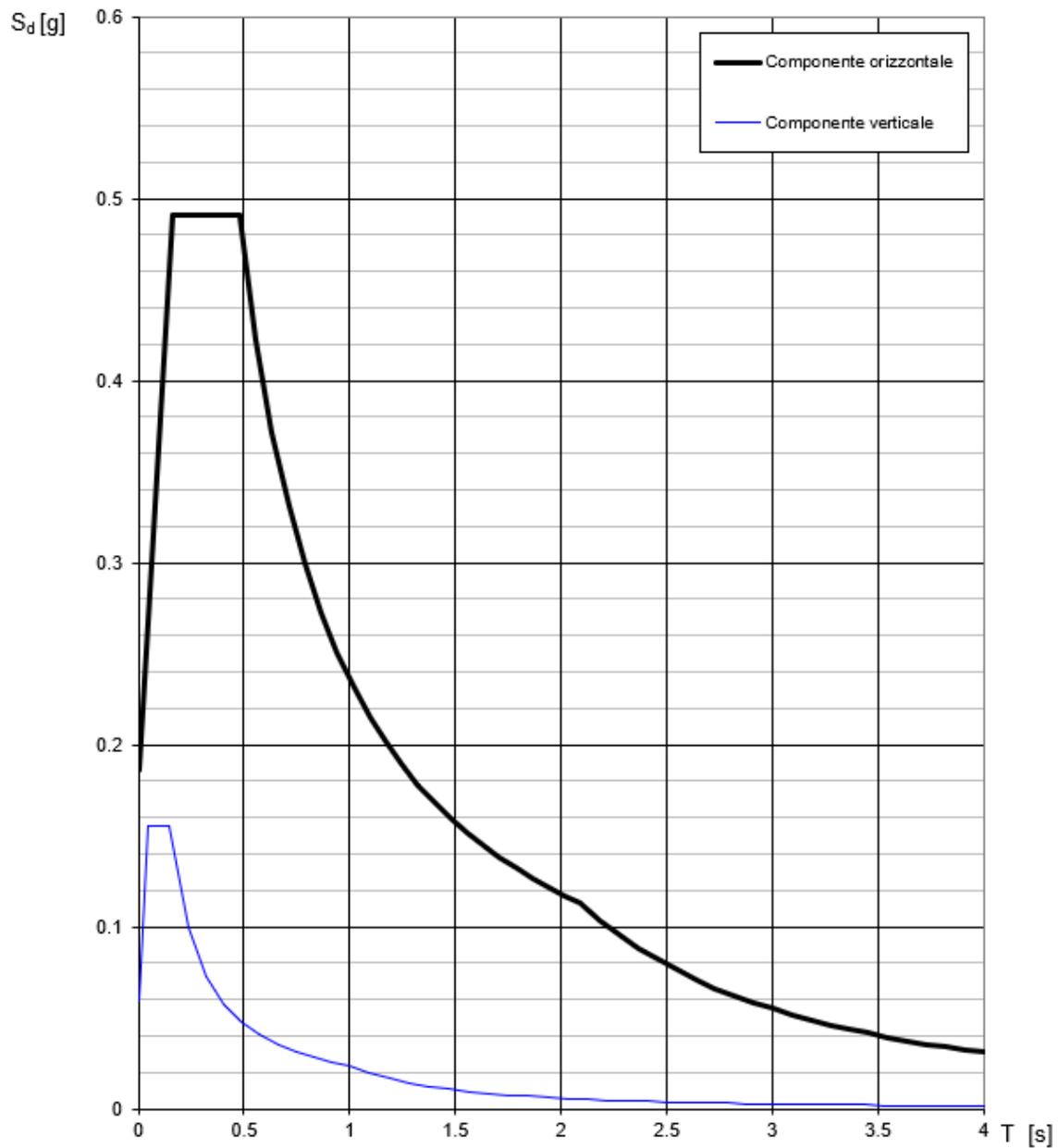


Figura 1: Spettro elastico in accelerazione SLV

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA <b>IA96</b>	LOTTO <b>00 R 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>VI0104 001</b>	REV. <b>A</b>

## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le caratteristiche geotecniche del terreno in situ sono di seguito riportate:

Unità	Materiale	Parametri di resistenza							Parametri di deformabilità elastici			
		$\gamma$	$k_0$	OCR	$\varphi'_p$	$\varphi'_{cv}$	$c'$	$c_u$	$E_{op1}$	$E_{op2}$	$E_u$	$\nu'$
[-]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
LSA	L(A); L(S,A)	19.0	0.52+0.74	1+2	28.00	-	10.00	30+60	20+25	10+18	10+25	0.30
AL	L(A); L,A	19.5	0.53+0.75	1+2	27.00	-	15.00	100.00	45.00	30.00	40.00	0.30
SL	S(A,L); S(L,G)	19.5+20.0	0.50+0.70	1+2	28+33	25+30	-	-	20+40	10+20	-	0.25
G,S	G(S,L); G,S	22.0	0.50	1.00	40.00	35.00	-	-	80+100	50+75	-	0.25
AM	A(L); A(L,M)	20.5	0.50	1.00	28.00	-	30.00	200+400	100+150	70+100	80+150	0.30

Tabella 2: Caratterizzazione geotecnica

I parametri geotecnici impiegati per il rilevato ferroviario sono:

$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$       peso di volume naturale

$\varphi' = 38^\circ$       angolo di resistenza al taglio

$c' = 0.00 \text{ kPa}$       coesione drenata

La falda si trova ad una profondità media di circa 12 metri da p.c.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO LOTTO 1 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A	FOGLIO 17 di 57

## 7. ANALISI DEI CARICHI

L’analisi dei carichi che interessano la spalla in esame è stata effettuata considerando le azioni provenienti dall’ impalcato afferente e quelle direttamente applicate sulla spalla.

I carichi trasmessi dall’ impalcato sono relativi alle condizioni di carico elementari, opportunamente combinate secondo le vigenti normative.

### 7.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI $G_1$

Nei carichi permanenti strutturali sono compresi il peso proprio della spalla ed i carichi permanenti strutturali trasmessi dall’impalcato. Si adotta un peso per unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

I carichi permanenti strutturali sono valutati sulla base della geometria degli elementi costituenti la struttura e del peso specifico dei diversi materiali. Si assume  $\gamma=25\text{kN/m}^3$  per il calcestruzzo e  $\gamma=78.5\text{kN/m}^3$  per l’acciaio strutturale.

### 7.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI $G_2$

La determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell’armamento e dell’impermeabilizzazione si è effettuata assumendo convenzionalmente un peso specifico di 18.00kN/m<sup>3</sup>, applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti paraballast, pari a 8.60m, per un’altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0.80 m.

### 7.3 CARICHI ACCIDENTALI $Q_1$

Nel presente paragrafo si esegue l’analisi delle azioni verticali associate ai convogli ferroviari per il tramite della definizione di modelli di carico di tipo “teorico” (modelli di carico LM71 e SW rappresentativi del traffico normale e pesante rispettivamente), di seguito descritti.

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico sono stati moltiplicati per il coefficiente “ $\alpha$ ”, assunto come da Tabella seguente, in accordo con il “Manuale di progettazione delle opere civili”:

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

Modello di carico	Coefficiente $\alpha$
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1

### 7.3.1 Effetti dinamici

Secondo quanto riportato al par. 2.5.1.4.2.5 del “Manuale di progettazione delle opere civili”, che riprende integralmente i contenuti del par. 5.2.2.2.3 del DM 17.1.2018, il coefficiente di incremento dinamico dei modelli di carico teorici adottato è:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73$$

INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI TEORICI	
Lunghezza caratteristica	$L_\Phi$ 12.50 m
<b>Coefficiente di incremento dinamico (linee con normale standard manutentivo)</b>	<b><math>\Phi_3</math> 1.38</b>

### 7.3.2 Carichi verticali

Le azioni variabili verticali associate ai convogli ferroviari sono state definite in accordo con il par. 2.5.1.4.1. del “Manuale di progettazione delle opere civili” che riprende integralmente i contenuti dei par. 5.2.2.2.1.1 e 5.2.2.2.1.2 del DM 17.1.2018. I treni di carico adottati schematizzano gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale (treno di carico LM71) e pesante (treno di carico SW).

#### TRENO DI CARICO LM71

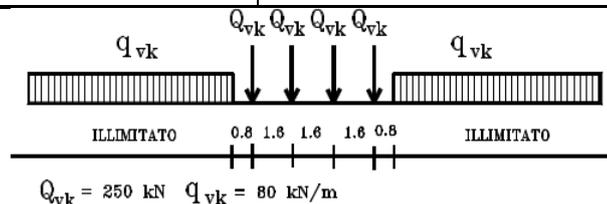
- Distribuzione longitudinale dei carichi assiali  $Q_{vk}$

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$$

$$\alpha = 1.1 \text{ (coefficiente di adattamento)}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A



*Figura 2 Treno di carico LM71*

- Distribuzione trasversale dei carichi

Le azioni si sono distribuite trasversalmente eseguendo una diffusione del carico 4/1 attraverso la massicciata ed 1/1 dalla superficie di estradosso fino al piano medio della soletta.

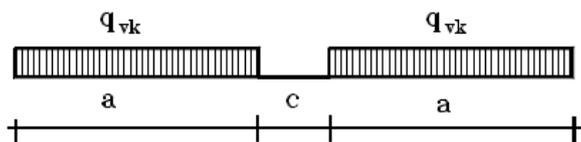
### TRENO DI CARICO SW/2

- Distribuzione longitudinale dei carichi

$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$

$\alpha = 1.0$  (coefficiente di adattamento)

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/2	150	25,0	7,0



*Figura 3 Treno di carico SW/2*

- Distribuzione trasversale dei carichi

Le azioni si sono distribuite trasversalmente secondo i medesimi criteri descritti per il treno di carico LM71.

### **7.3.3 Numero di treni contemporanei**

Conformemente a quanto riportato nel par. 5.2.3.1.2-Tab.5.2.III del DM 17.1.2018, si sono considerati due treni contemporanei sull’impalcato, sia per il traffico normale che per quello pesante.

*Tabella 4 Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte -Tab.5.2.III del DM 17.1.2018*

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )	-	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )
	Altri	-	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>0</sup> )	-

<sup>(1)</sup> LM71 “+” SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

#### 7.4 TRENO SCARICO Q<sub>2</sub>

La condizione di “Treno Scarico” è stata simulata con un carico uniformemente distribuito, in accordo con quanto previsto al par. 5.2.2.2.1.3 del DM 17.1.2018.

Treno scarico Q<sub>2</sub>

Q<sub>2</sub>      10.00      kN/m

#### 7.5 AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA Q<sub>3</sub>

L'azione di frenatura ed avviamento dei treni è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.3.3 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

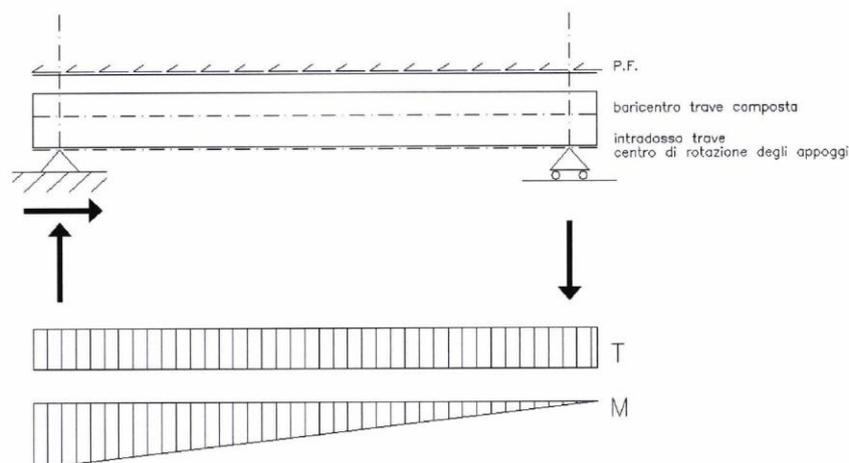


Figura 4 Sollecitazioni indotte da frenatura e avviamento dei treni

I valori caratteristici da considerare, da moltiplicare per i coefficienti di adattamento  $\alpha$ , sono:

Avviamento:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

$Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ KN}$  per modelli di carico LM71, SW/0, SW/2

Frenatura:

$Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ KN}$  per modelli di carico LM71, SW/0

$Q_{1b,k} = 35 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]}$  per modelli di carico SW/2

## 7.6 AZIONE CENTRIFUGA $Q_4$

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva. La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80m al di sopra del P.F..

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$$

dove:

- $Q_{tk}$ - $q_{tk}$  è il valore caratteristico della forza centrifuga, espresso in kN/m;
- $Q_{vk}$ - $q_{vk}$  è il valore caratteristico dei carichi verticali ferroviari, espresso in kN/m;
- $V$  è la velocità di progetto, espressa in km/h;
- $f$  è un fattore di riduzione;
- $r$  è il raggio di curvatura, espresso in m.

L'azione centrifuga viene determinata per i modelli di carico LM71 e SW/2 associando alle grandezze precedentemente indicate quanto contenuto nella tabella 2.5.1.4.3.1-1 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

Per quanto riguarda il modello di carico SW/2 si è assunta una velocità  $V$  uguale a 100 km/h, un valore di  $f$  pari ad 1 ed il valore di  $\alpha$  pari a 1.

Per il modello di carico LM71, essendo la velocità di progetto superiore ai 120 km/h, sono stati considerati due casi:

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO LOTTO 1 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

- Modello di carico LM71 e forza centrifuga per  $V= 120$  km/h in accordo con le formule precedenti dove  $f = 1$ ;
- Modello di carico LM71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto ( $V=140$  km/h).

La forza centrifuga, in accordo con quanto prescritto nel “Manuale di progettazione delle opere civili”, non è stata incrementata dai coefficienti dinamici.

Tabella 5 Parametri per determinazione della forza centrifuga - Tab. 2.5.1.3.1-1 – Manuale di progettazione delle opere civili

Valore di $\alpha$	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	$\alpha$	f		
SW/2	$\geq 100$	100	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	$\Phi \times 1 \times SW/2$
	$< 100$	V	1	1	$1 \times 1 \times SW/2$	
LM71 e SW/0	$> 120$	V	1	f	$1 \times f \times (LM71'' + SW/0)$	$\Phi \times 1 \times 1 \times (LM71'' + SW/0)$
		120	$\alpha$	1	$\alpha \times 1 \times (LM71'' + SW/0)$	$\Phi \times \alpha \times 1 \times (LM71'' + SW/0)$
	$\leq 120$	V	$\alpha$	1	$\alpha \times 1 \times (LM71'' + SW/0)$	

Nel caso in esame, il contributo dell'azione centrifuga sull'impalcato in esame è trascurabile.

## 7.7 AZIONE LATERALE (SERPEGGIO) $Q_5$

L'azione laterale associata al serpeggio è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.3.2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”, che riprende il par. 5.2.2.3.2 del DM 17.1.2018, ed equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario, del valore di 100 kN.

## 7.8 AZIONE DEL VENTO $Q_6$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

Si assume una pressione di progetto pari a  $2.5\text{kN/m}^2$ . Tale pressione agisce sull'impronta esposta al vento della struttura (comprensiva di barriere antirumore) e del treno, individuato come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4m dal P.F.

## 7.9 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

Il carico sui marciapiedi è definito in accordo a quanto precisato al par. 2.5.1.4.1.6 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

$$q_{vk} = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

Per questo tipo di carico, che non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari, non deve applicarsi l'incremento dinamico.

## 7.10 VARIAZIONI TERMICHE $\varepsilon_3$

Si considera una variazione termica uniforme pari a  $\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ , sugli elementi della struttura in elevazione. Si considera una variazione termica differenziale di  $5^\circ\text{C}$  su tutti gli elementi della struttura in elevazione.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}.$$

## 7.11 SPINTA STATICA DELLA TERRA

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a  $S = \frac{1}{2} \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$ , applicata ad  $1/3$  dal basso.

Si deve notare che essendo presente una fondazione su pali si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. Si considera quindi il coefficiente di spinta a riposo.

Angolo di attrito terreno

Coesione del terreno

Peso per unità di volume del terreno

Coeff. di spinta in quiete  $k_0 = (1 - \sin \Phi')$

$\Phi'$   
 $c'$   
 $\gamma$   
 $k_0$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D'ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

Altezza terreno da estradosso plinto	$H_{\text{terreno}}$
Spessore plinto di fondazione	$H_{\text{plinto}}$
Altezza totale di spinta	$H_{\text{tot}}$
Spessore ricoprimento zattera di valle	$H_{\text{rinterro}}$
<b>Pressione orizzontale efficace estradosso plinto</b>	$\sigma'_{\text{or\_ter}}$
<b>Pressione orizzontale efficace intradosso plinto</b>	$\sigma'_{\text{or\_ter}}$
<b>Pressione verticale efficace zattera di monte</b>	$\sigma'_{\text{v\_riemp.}}$
<b>Pressione verticale efficace zattera di valle</b>	$\sigma'_{\text{v\_riemp.}}$

## 7.12 SPINTA SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE

Si considera la presenza di un sovraccarico accidentale a tergo della spalla uniformemente distribuito e di intensità pari  $q=40$  kPa.

Come riportato nel Capitolato il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m. Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari ad:

$$S = k_0 \cdot q \cdot H$$

Per il sovraccarico permanente (ballast) si considera un carico uniformemente distribuito in funzione del peso specifico e dello spessore dell'armamento ferroviario.

Per il caso in esame si ottengono le seguenti sollecitazioni agenti:

Sovraccarico accidentale uniformemente distribuito	$q_{\text{acc}}$
Pressione orizzontale per effetto degli accidentali	$\sigma'_{q,\text{acc}}$
<b>Spinta per effetto degli accidentali (al metro)</b>	<b><math>S_{\text{or},q,\text{acc}}</math></b>
Spessore ballast	$s$
Peso specifico massicciata	$\gamma$
Sovraccarico ballast	$q_{\text{perm}}$
<b>Pressione orizzontale per effetto del ballast</b>	<b><math>\sigma'_{q,\text{perm}}</math></b>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

### 7.13 AZIONI SISMICHE Q<sub>7</sub>

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k.

#### 7.13.1 Spinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è stata calcolata con la teoria di Wood ed applicata ad una quota pari ad H/2.

$$\Delta P_d = \gamma \cdot k_h \cdot H^2,$$

dove:

$$k_h = \beta_m a_g \cdot S$$

$a_g$  è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito, calcolata per il 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR assegnato;

$S$  è il coefficiente di sottosuolo pari al prodotto del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  e del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (§ 3.2.3 delle NTC);

$\beta_m$  è pari ad 1 non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

L'incremento sismico è stato considerato concomitante con la spinta statica calcolata con i coefficienti di spinta a riposo.

Accelerazione sismica SLV	$a_g$	0.124	g
Coeff. Per effetto amplificazione stratigrafica	$S_s$	1.5	-
Coeff. Per effetto amplificazione topografica	$S_T$	1.00	-
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_m$	1.00	-
<b>Coefficiente <math>k_h</math> sismico spinta orizzontale: <math>\beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot A_g/g</math></b>	<b><math>k_h</math></b>	<b>0.19</b>	<b>-</b>
<b>Pressione sismica orizzontale</b>	<b><math>\Delta \sigma_{sisma}</math></b>	<b>58.14</b>	<b>kPa</b>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

Coefficiente  $k_h$  sismico spinta orizzontale:  $\beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot A_g / g$

Altezza terreno da estradosso plinto

Lunghezza muri andatori

Volume di terreno intercluso al metro

$k_h$

$H_{\text{terreno}}$

$L_{\text{MURI}}$

$V$

**Pressione inerziale orizzontale del terreno**

$\sigma_i$

### 7.13.2 Forze inerziali dovute al sisma

In condizioni sismiche si devono considerare le azioni orizzontali agenti sulla spalla dovute all'inerzia degli elementi strutturali dell'opera. Tale risultante è pari ad:

$$F_h = k_h \cdot W$$

Dove  $k_h$  è stato definito in precedenza.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove nel caso specifico si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei mezzi,  $\psi_{2j} = 0.2$ .

Le forze d'inerzia associate ai carichi permanenti strutturali e non strutturali e ai carichi accidentali trasmessi dall'impalcato sono riportate al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** della presente relazione in accordo alla relazione di calcolo dell'impalcato IA4S01D29CLVI0207001A.

## 8. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO – MANOPPELLO LOTTO 1 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A	FOGLIO 27 di 57

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Per le combinazioni di carico si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.14 delle NTC18.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  e quelli dei coefficienti di combinazione  $\Psi_{ij}$  sono stati desunti dal par. 5.2.3.2.1 delle NTC18, relativo al capitolo sui 'Ponti ferroviari'. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione  $\Psi_{2j}$  relativo ai carichi dovuti al transito dei treni, si assume pari a 0.2 nelle combinazioni sismiche.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA96 00 R 29 CL VI0104 001 A 28 di 57

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico  $g_r$  della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 7 Valori dei coefficienti di combinazione– Tabella 5.2.VI NTC 2018

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$g_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$g_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 8 Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del NTC 2018

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	29 di 57

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	(2) <sup>(3)</sup>	(2)	(2)
Azione laterale (serpeggio)		1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\Psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Conformemente con quanto prescritto al par.5.2.3.1.3 delle NCT18, gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella Tabella 5.2.IV delle NCT18, riportata di seguito.

Tabella 9 Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV delle NCT18

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante  
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Sulla base dei criteri esposti sopra, si riportano nel prospetto seguente le combinazioni di carico che sono risultate più gravose al fine del dimensionamento strutturale.

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	30 di 57

Tabella 10 Combinazioni di carico

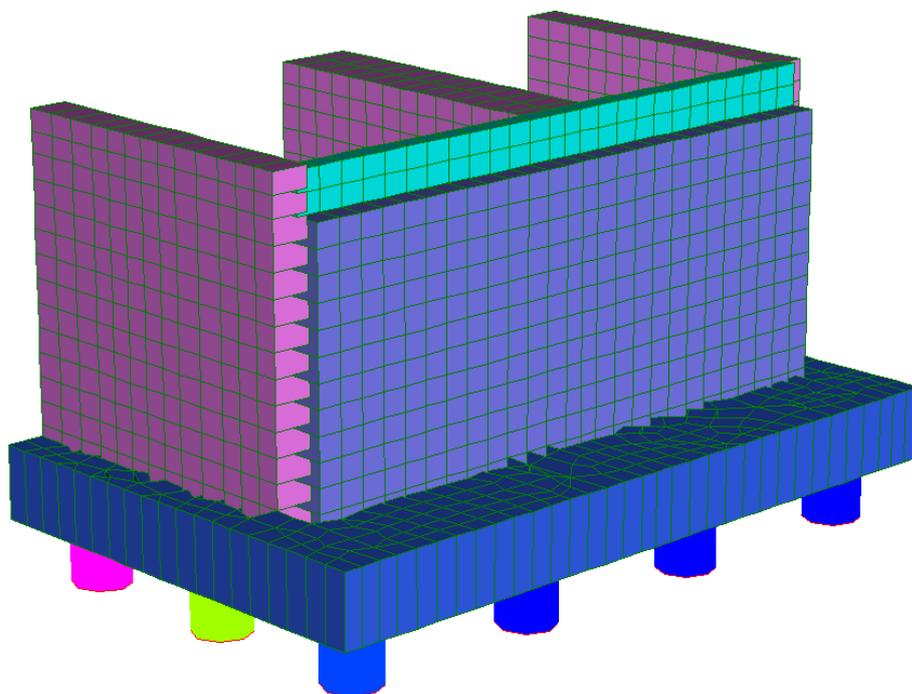
CONDIZIONI DI CARICO	SLU_01	SLU_02	SLV (EL + 0.3ET)	SLV (0.3EL + ET)	SLE RARA_01	SLE RARA_02	SLE FREQ_01	SLE QPERM_01
PP	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Riempimento	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Spinta statica	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Spinta Perm	1.5	1.5	1	1	1	1	1	1
Acc	1.45	1.45	0.2	0.2	1	1	0.8	0
Spinta Acc	1.45	1.45	0.2	0.2	1	1	0.8	0
G <sub>1</sub>	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
G <sub>2</sub>	1.5	1.5	1	1	1	1	1	1
Q <sub>LM71+SW/2</sub>	1.45	1.45	0.2	0.2	1	1	0.8	0
Q <sub>FREN/AVV</sub>	0.725	1.45	0.2	0.2	0.5	1	0.8	0
Q <sub>SERP</sub>	1.45	0.725	0.2	0.2	1	0.5	0.4	0
Q <sub>VENTO</sub>	0.9	0.9	0	0	0.6	0.6	0	0
SLV trasv	0	0	0.3	1	0	0	0	0
SLV long	0	0	1	0.3	0	0	0	0

## 9. CRITERI DI MODELLAZIONE

Il calcolo della struttura è stato svolto utilizzando il programma di calcolo Straus7, schematizzando l'intera struttura con un modello tridimensionale.

Tutti gli elementi strutturali della spalla sono stati descritti come elementi bidimensionali a piastra (shell), mentre la palificata di sostegno è stata descritta con elementi monodimensionali a trave (frame).

Nella figura di seguito si riporta il modello tridimensionale implementato in Straus7.



*Figura 5 Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti*

Gli assi di riferimento adottati sono:

- x = asse trasversale rispetto all'asse ferroviario
- y = asse longitudinale rispetto all'asse ferroviario
- z = asse verticale

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

## 10. CRITERI DI VERIFICA

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali.

### 10.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tabella 11 Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC18)

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

#### 10.1.1 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del DM 17.1.2018, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili”.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 6 Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA INTERPORTO D’ABRUZZO          – MANOPPELLO          LOTTO 1          PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO</b>	COMMESSA IA96	LOTTO 00 R 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0104 001	REV. A

Nella Tabella sopra riportata,  $w_1=0.2\text{mm}$ ,  $w_2=0.3\text{mm}$ ;  $w_3=0.4\text{mm}$ .

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

- a)  $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- b)  $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Risulta:

- Stato limite di fessurazione:  $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  - combinazione di carico rara.

### 10.1.2 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l’acciaio ordinario, la tensione massima  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell’acciaio.

## 10.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ultimi

### 10.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$ );
- legame costitutivo dell’armatura d’acciaio elastico–perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ( $\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$ )

### 10.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

$d$  è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot x_d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell’ideale

traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d’anima inclinati. L’inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all’asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

**Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

La resistenza di calcolo a “taglio trazione” dell’armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

La resistenza di calcolo a “taglio compressione” del calcestruzzo d’anima è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due relazioni sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

$d$  è l’altezza utile della sezione;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione;

$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;

$A_{sw}$  è l’area dell’armatura trasversale;

$S$  è interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  è l’angolo di inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse della trave;

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima ( $f'_{cd}=0.5f_{cd}$ );

$\alpha$  è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

### 10.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Conformemente con quanto prescritto nel par. 6.4.3.1 delle NTC18, le verifiche geotecniche devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

*SLU di tipo geotecnico (GEO):*

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche a carico limite verticale dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente.

La verifica della capacità portante dei pali, per carichi verticali, è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo:

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

$F_{cd}$  = carico assiale di compressione di progetto;

$R_{cd}$  = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

$R_k$  = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare, in accordo con le NTC18 (cfr. §6.4.3.1.1), le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento all’Approccio 2 con la Combinazione 1 (A1 + M1 + R3), mediante il confronto dei massimi valori di sforzo normale sui pali, di compressione e di trazione, con le curve di capacità portante relative alla progressiva in esame. Il soddisfacimento della verifica consente la determinazione della lunghezza dei pali.

Per i criteri di valutazione della capacità portante di progetto  $R_{cd}$  nei confronti dei carichi assiali, esibita nelle curve di portanza, si faccia riferimento alla Relazione Geotecnica.

In aggiunta alle verifiche di portanza richieste dalle NTC18, è stata verificata la seguente relazione, in accordo con il par. 2.5.1.9.3 del ‘Manuale di progettazione delle opere civili’ - RFI DTC SI MA IFS 001 A:

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

dove  $R_{c,cal,LAT}$  è la resistenza laterale di calcolo e  $N_{ag}$  è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

Per quanto riguarda la verifica a carico limite orizzontale dei pali, questa è stata condotta tramite il metodo di Broms, 1964, secondo il quale, per pali lunghi (ipotesi che si configura per tutti i pali in esame), in terreni incoerenti sotto falda, non liberi di ruotare in testa, vale la seguente formulazione:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

in cui:

H = carico limite orizzontale del palo

$K_p$  = coefficiente di spinta passiva

D = diametro del palo

L = lunghezza del palo

$M_y$  = momenro di plasticizzazione del palo

Il valore di H, ridotto per i coefficienti di normativa come riportato di seguito, dovrà essere confrontato con il massimo valore agente in testa palo dalle combinazioni SLU-SLV ( $V_{pd}$ ):

$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

Con  $\xi$  funzione del numero di verticali indagate per l’opera in esame e  $\gamma_T$  secondo l’approccio considerato.

In analogia con il carico limite verticale, per il carico limite orizzontale si considera l’Approccio 2, pertanto il coefficiente  $\gamma_T$  sarà pari a 1.3.

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	38 di 57

## 11. VERIFICHE

### 11.1 VERIFICHE STRUTTURALI

#### 11.1.1 Elevazione

VERIFICA SEZIONE: Muro frontale - Armatura Orizzontale

Riepilogo Sollecitazioni		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	0	611.5185732	0
	SLV	0	565.1270802	0
SLE	RARA	0	430.1274768	0
	FREQ	0	391.5693774	0
	QPERM	0	237.3369799	0

>> Geometria sezione di verifica  
 B = 100 (cm)  
 H = 140 (cm)  
 Rck = 40 (Mpa)  
 Ricoprimento = 6.6 (cm)

>> Armatura disposta:

n° Str.	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	
1	7.6	8	20	25.13	Arm. Tesa
2	132.4	8	16	16.08	Arm. Compr.

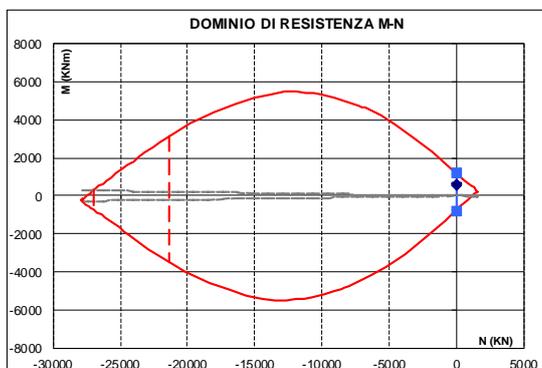
#### VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO

##### VERIFICA DELLE TENSIONI

VERIFICA DELLE TENSIONI	Acciaio (Mpa)	Cls (Mpa)	Controllo apertura limiti fessurativi
Comb. Rara	-138.37	2.32	Comb. Frequente
Limiti tensionali	-360	19.92	Compre. 0.3 mm
	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	-76.35	1.28	Comb. Quasi Perm.
Limiti tensionali	-360	14.94	Compre. 0.2 mm
	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

##### VERIFICA FESSURAZIONE

#### VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO



TAGLIO AGENTE 0  
 TAGLIO RESISTENTE  
 Senza armatura a taglio 408 KN

VERIFICA **OK**  
 SENZA ARMATURA A TAGLIO

Massimo momento resistente positivo 1246 KNm  
 Coefficiente di sicurezza 2.04

**OK**

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	39 di 57

**VERIFICA SEZIONE: Muro frontale - Armatura Verticale - Attacco platea di fondazione**

Riepilogo Sollecitazioni		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	985	570	335
	SLV	570	730	570
SLE	RARA	710	410	0
	FREQ	660	400	0
	QPERM	480	350	0

>> **Geometria sezione di verifica**

B =	100 (cm)	Rck =	40 (Mpa)
H =	140 (cm)	Ricoprimento	8.6 (cm)

>> **Armatura disposta:**

		<b>Armatura a taglio: 3Ø16/33</b>			
n° Str.	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	
1	9.8	8	24	36.19	Arm. Tesa
2	130.2	8	20	25.13	Arm. Compr.

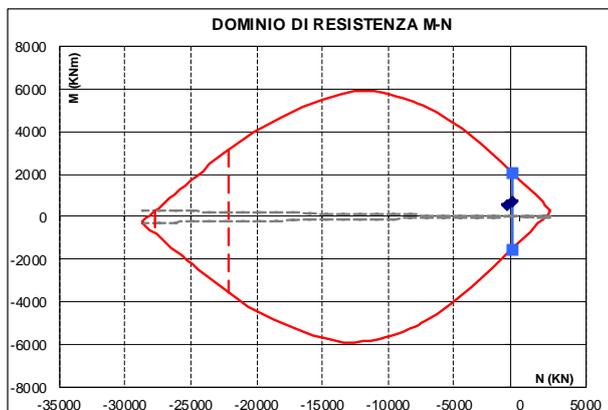
**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO**

**VERIFICA DELLE TENSIONI**

VERIFICA DELLE TENSIONI	Acciaio (Mpa)	Cls (Mpa)	VERIFICA FESSURAZIONE	
			Controllo apertura limiti fessurativi	
<b>Comb. Rara</b>	-20.52	1.90	<b>Comb. Frequente</b>	Compre.
Limiti tensionali	-360	19.92	Limiti	0.3 mm
	<b>OK</b>	<b>OK</b>		<b>OK</b>
<b>Comb. Quasi Perm.</b>	-26.70	1.66	<b>Comb. Quasi Perm.</b>	Compre.
Limiti tensionali	-360	14.94	Limiti	0.2 mm
	<b>OK</b>	<b>OK</b>		<b>OK</b>

**VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO**

**VERIFICA A TAGLIO**



TAGLIO AGENTE		<b>570</b>
TAGLIO RESISTENTE		
Senza armatura a taglio		<b>456 KN</b>
Con armatura a taglio		<b>2095KN</b>
cot(q)	3.49	<b>OK</b>
Caso 1	2922 KN	1 <= cot q <= 2.5
Caso 2	2095KN	cot q > 2,5
Caso 3	838 KN	Cot q = 1

Massimo momento resistente positivo **1753 KNm**  
Coefficiente di sicurezza **2.40**

**OK**

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	40 di 57

VERIFICA SEZIONE: Paraghiaia - Armatura Orizzontale

Riepilogo Sollecitazioni		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	0	50	0
	SLV	0	90	0
SLE	RARA	0	40	0
	FREQ	0	35	0
	QPERM	0	35	0

>> Geometria sezione di verifica	Rck =	40	(Mpa)
B =	100 (cm)	Ricoprimento	6.2 (cm)
H =	40 (cm)		

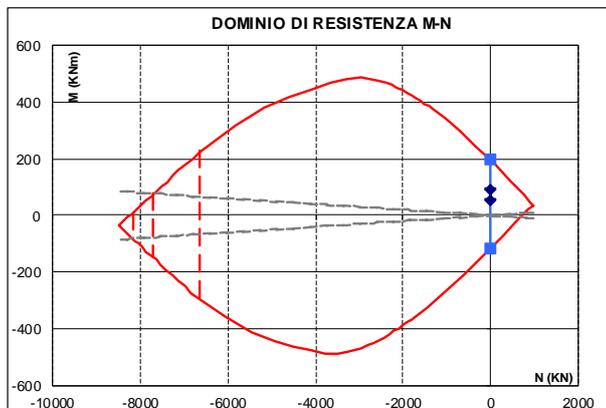
>> Armatura disposta:					
n° Str.	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	
1	7	8	16	16.08	Arm. Tesa
2	33	8	12	9.05	Arm. Compr.

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO

VERIFICA DELLE TENSIONI

VERIFICA DELLE TENSIONI	Acciaio (Mpa)	Cls (Mpa)	VERIFICA FESSURAZIONE	
			Controllo apertura limiti fessurativi	
Comb. Rara	-84.71	2.49	Comb. Frequente	Compre.
Limiti tensionali	-360	19.92	Limiti	0.3 mm
	<b>OK</b>	<b>OK</b>		<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	-74.12	2.18	Comb. Quasi Perm.	Compre.
Limiti tensionali	-360	14.94	Limiti	0.2 mm
	<b>OK</b>	<b>OK</b>		<b>OK</b>

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO



TAGLIO AGENTE 0  
TAGLIO RESISTENTE  
Senza armatura a taglio 178 KN

VERIFICA **OK**  
SENZA ARMATURA A TAGLIO

Massimo momento resistente positivo 195 KNm  
Coefficiente di sicurezza 2.17

**OK**

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	41 di 57

VERIFICA SEZIONE: Paraghiaia - Armatura Verticale

Riepilogo Sollecitazioni		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	11.61	12.7546014	30.94101919
	SLV	8.6	13.44284589	32.20995488
SLE	RARA	8.6	8.774059055	0
	FREQ	8.6	7.637031964	0
	QPERM	8.6	3.088923598	0

>> Geometria sezione di verifica

B = 100 (cm)  
H = 40 (cm)

Rck = 40 (Mpa)  
Ricoprimento 7.8 (cm)

>> Armatura disposta:

Armatura a taglio: 3Ø12/33

n° Str.	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	
1	8.6	8	16	16.08	Arm. Tesa
2	31.4	8	12	9.05	Arm. Compr.

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO

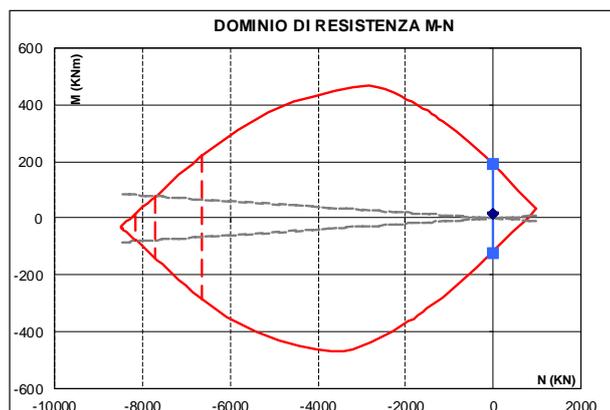
VERIFICA DELLE TENSIONI

VERIFICA DELLE TENSIONI	Acciaio (Mpa)	Cls (Mpa)
Comb. Rara	-16.69	0.61
Limiti tensionali	-360	19.92
	<b>OK</b>	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	-4.11	0.21
Limiti tensionali	-360	14.94
	<b>OK</b>	<b>OK</b>

VERIFICA FESSURAZIONE

Controllo apertura limiti fessurativi	
Comb. Frequente	Compre.
Limiti	0.3 mm
	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	Compre.
Limiti	0.2 mm
	<b>OK</b>

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO



VERIFICA A TAGLIO

TAGLIO AGENTE 32.20995488  
TAGLIO RESISTENTE  
Senza armatura a taglio 174 KN

VERIFICA **OK**  
SENZA ARMATURA A TAGLIO

Massimo momento resistente positivo 189 KNm  
Coefficiente di sicurezza 14.08

**OK**

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	42 di 57

VERIFICA SEZIONE: Andatore 1 - Armatura Verticale - Attacco platea di fondazione

Riepilogo Sollecitazioni		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	194.4	794.5352174	495.8889381
	SLV	144	799.2008131	458.4995883
SLE	RARA	144	565.2708846	0
	FREQ	144	525.9964807	0
	QPERM	144	368.8988652	0

>> Geometria sezione di verifica

B = 100 (cm)  
H = 80 (cm)

Rck = 40 (Mpa)  
Ricoprimento 8.6 (cm)

>> Armatura disposta:

Armatura a taglio: 3Ø16/33

n° Str.	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	
1	9.9	8	26	42.47	Arm. Tesa
2	70.1	8	20	25.13	Arm. Compr.

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO

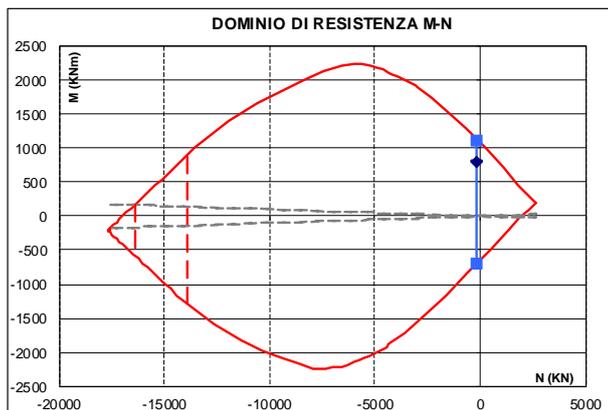
VERIFICA DELLE TENSIONI

VERIFICA DELLE TENSIONI	Acciaio (Mpa)	Cls (Mpa)
Comb. Rara	-197.55	6.89
Limiti tensionali	-360	19.92
	<b>OK</b>	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	-123.31	4.53
Limiti tensionali	-360	14.94
	<b>OK</b>	<b>OK</b>

VERIFICA FESSURAZIONE

Controllo apertura limiti fessurativi	
Comb. Frequente	0.30
Limiti	0.3 mm
	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	0.30
Limiti	0.2 mm
	<b>OK</b>

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO



VERIFICA A TAGLIO

TAGLIO AGENTE **495.8889381**  
TAGLIO RESISTENTE  
Senza armatura a taglio **351 KN**  
Con armatura a taglio **1128KN**

cot(q) 3.49 **OK**

Caso 1	1573 KN	1 <= cot q <= 2.5
Caso 2	1128KN	cot q > 2,5
Caso 3	451 KN	Cot q = 1

Massimo momento resistente positivo

**1072 KNm**

Coefficiente di sicurezza

1.34

**OK**

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	43 di 57

VERIFICA SEZIONE: Andatore 1 - Armatura Orizzontale

Riepilogo Sollecitazioni		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	0	611.5185732	0
	SLV	0	565.1270802	0
SLE	RARA	0	430.1274768	0
	FREQ	0	391.5693774	0
	QPERM	0	237.3369799	0

>> Geometria sezione di verifica

B =	100 (cm)	Rck =	40 (Mpa)
H =	80 (cm)	Ricoprimento	6.6 (cm)

>> Armatura disposta:

n° Str.	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	
1	7.6	8	20	25.13	Arm. Tesa
2	72.4	8	16	16.08	Arm. Compr.

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO

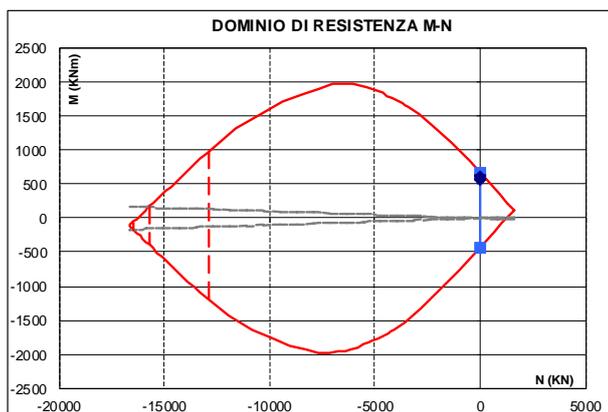
VERIFICA DELLE TENSIONI

VERIFICA DELLE TENSIONI	Acciaio (Mpa)	Cls (Mpa)
Comb. Rara	-259.40	6.04
Limiti tensionali	-360	19.92
	<b>OK</b>	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	-143.13	3.33
Limiti tensionali	-360	14.94
	<b>OK</b>	<b>OK</b>

VERIFICA FESSURAZIONE

Controllo apertura limiti fessurativi	
Comb. Frequente	Compre.
Limiti	0.3 mm
	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	Compre.
Limiti	0.2 mm
	<b>OK</b>

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO



TAGLIO AGENTE 0  
TAGLIO RESISTENTE  
Senza armatura a taglio 299 KN

VERIFICA **OK**  
SENZA ARMATURA A TAGLIO

Massimo momento resistente positivo 670 KNm  
Coefficiente di sicurezza 1.10 **OK**

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	44 di 57

11.1.2 Fondazione

VERIFICA SEZIONE: Fondazione - Armatura Longitudinale

Riepilogo Sollecitazioni		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	0	1000	1000
	SLV	0	1270	1260
SLE	RARA	0	760	0
	FREQ	0	750	0
	QPERM	0	730	0

>> Geometria sezione di verifica

B = 100 (cm)  
H = 150 (cm)

Rck = 30 (Mpa)  
Ricoprimento 5.6 (cm)

>> Armatura disposta:

Armatura a taglio: 2Ø16/25

n° Str.	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	
1	6.8	8	24	36.19	Arm. Tesa
2	143.2	8	20	25.13	Arm. Compr.

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO

VERIFICA DELLE TENSIONI

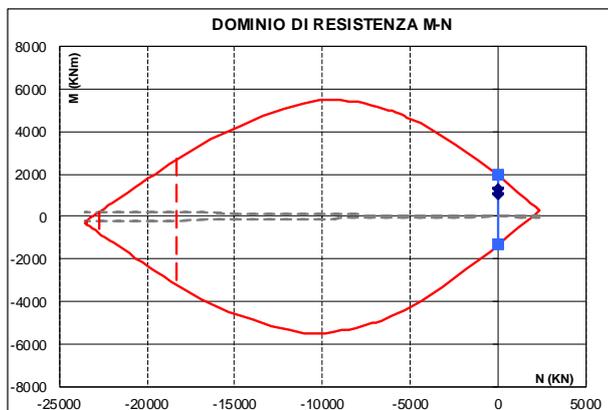
VERIFICA DELLE TENSIONI	Acciaio (Mpa)	Cls (Mpa)
Comb. Rara	-157.70	3.02
Limiti tensionali	-360	14.94
	<b>OK</b>	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	-151.47	2.90
Limiti tensionali	-360	11.21
	<b>OK</b>	<b>OK</b>

VERIFICA FESSURAZIONE

Controllo apertura limiti fessurativi	
Comb. Frequente	Compre.
Limiti	0.4 mm
	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	Compre.
Limiti	0.3 mm
	<b>OK</b>

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

VERIFICA A TAGLIO



TAGLIO AGENTE	1260
TAGLIO RESISTENTE	436 KN
Senza armatura a taglio	2028KN
Con armatura a taglio	
cot(q)	3.20 <b>OK</b>
Caso 1	2592 KN 1 <= cot q <= 2.5
Caso 2	2028KN cot q > 2,5
Caso 3	811 KN Cot q = 1

Massimo momento resistente positivo

1931 KNm

Coefficiente di sicurezza

1.52

**OK**

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	45 di 57

**VERIFICA SEZIONE: Fondazione - Armatura Trasversale**

Riepilogo Sollecitazioni		N	M	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
SLV	SLU	0	1250	1000
	SLV	0	1400	1260
SLE	RARA	0	900	0
	FREQ	0	850	0
	QPERM	0	800	0

>> **Geometria sezione di verifica**

B = 100 (cm)  
H = 150 (cm)

Rck = 30 (Mpa)  
Ricoprimento = 5.4 (cm)

>> **Armatura disposta:**

Armatura a taglio: 2Ø14/25

n° Str.	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	
1	9.3	8	26	42.47	Arm. Tesa
2	140.7	8	20	25.13	Arm. Compr.

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO**

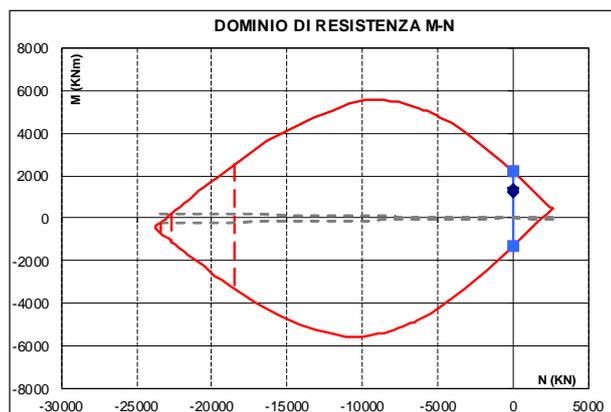
**VERIFICA DELLE TENSIONI**

VERIFICA DELLE TENSIONI	Acciaio (Mpa)	Cls (Mpa)
Comb. Rara	-163.51	3.50
Limiti tensionali	-360	14.94
	<b>OK</b>	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	-145.34	3.11
Limiti tensionali	-360	11.21
	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**VERIFICA FESSURAZIONE**

Controllo apertura limiti fessurativi	
Comb. Frequente	Compre.
Limiti	0.4 mm
	<b>OK</b>
Comb. Quasi Perm.	Compre.
Limiti	0.3 mm
	<b>OK</b>

**VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO**



**VERIFICA A TAGLIO**

TAGLIO AGENTE	1260	
TAGLIO RESISTENTE		
Senza armatura a taglio	455 KN	
Con armatura a taglio	1526KN	
cot(q)	3.69 <b>OK</b>	
Caso 1	2254 KN	1 <= cot q <= 2.5
Caso 2	1526KN	cot q > 2,5
Caso 3	610 KN	Cot q = 1

Massimo momento resistente positivo

**2204 KNm**

Coefficiente di sicurezza

1.57

**OK**

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	46 di 57

La verifica della platea viene svolta considerando anche il meccanismo tirante puntone, considerando l'azione N del palo anteriore più sollecitato rispetto al muro frontale. La larghezza collaborante è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale considerando il valore minore tra la diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo e l'interasse dei pali.

**DATI PALO**

D	=	1200	mm		
Hp (piastra)	=	1500	mm		
cx (copriferro asse)	=	69	mm		
cy (copriferro asse)	=	95	mm		
dx	=	Hp-cx	=	1431	mm
dy	=	Hp-cy	=	1405	mm
d <sub>eff</sub> (altezza utile media)	=	(dx+dy)/2	=	1418	mm
r	=		=	3436	mm
d1x (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
d1y (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
u1 (perimetro di verifica)	=	$((2\pi((D/2)+2d_{eff}))/4)+d1x+d1y$	=	7797	mm

**TIPOLOGIA COLONNA**

UBICAZIONE

$\beta$

A

=

1.5

**MATERIALI**

$f_{ywd}$	=	391.30	MPa	acciaio	
$R_{ck}$	=	30.00	MPa	cls	
$\gamma_c$	=	1.5			
$f_{ck}$	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	24.9	MPa
$f_{cd}$	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	14.11	MPa
$f_{ctm}$	=	$0.3 \times (f_{ck})^{2/3}$	=	2.56	MPa
$f_{ctk}$	=	$0.7 \times f_{ctm}$	=	1.79	MPa
$f_{ctd}$	=	$f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.19	MPa

**ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA**

$\varnothing_{lx}$	=	26	mm	diametro barre X
Numero arm x	=	10	1/m	numero barre X a ml
$A_{slix}$	=	5309	mm <sup>2</sup> /m	area barre X a ml
l <sub>effy</sub>	=	9.71	m	larghezza efficace dir Y
$A_{sly}$	=	51543	mm <sup>2</sup>	acciaio X nella largh. efficace
$\varnothing_{ly}$	=	26	mm	diametro barre Y
Numero arm y	=	10	1/m	numero barre Y a ml
$A_{sly}$	=	5309	mm <sup>2</sup> /m	area barre Ya ml
l <sub>effx</sub>	=	9.71	m	larghezza efficace dir X
$A_{sly}$	=	51543	mm <sup>2</sup>	acciaio Y nella largh. efficace

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	47 di 57

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO

SFORZO NORMALE PALO	$V_{Ed} =$	5248	kN
MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE	$M_{yEd} =$	0	kNm
SFORZO NORMALE PIASTRA	$N_{ed} =$	0	kN

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

tensione tangenziale	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{ed} / (u_1 \cdot d)$	0.71	MPa
----------------------	---	------	-----

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Cr <sub>dc</sub>	=	0.12	0,18/γ <sub>c</sub>
k	=	1.38	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
v <sub>min</sub>	=	0.282	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
ρ <sub>lx</sub>	=	0.0037	percentuale armatura tesa X
ρ <sub>ly</sub>	=	0.0037	percentuale armatura tesa Y
ρ <sub>l</sub>	=	0.0037	percentuale media geometrica
σ <sub>cp</sub>	=	0.0000	MPa tensione di compressione cls

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

$V_{Rd,c}$	=	0.35	MPa	$V_{min+0.15 \cdot \sigma_{cp}} =$	0.28	MPa
$V_{Rd,c}$	=	<b>0.35</b>	MPa	resistenza a taglio cls non armato		
Esito verifica	=	<b>Verifica a punzonamento non soddisfatta. Armatura necessaria a taglio</b>				
Fattore di sicurezza FS =	$V_{Rd,c} / V_{Ed}$	<b>0.49</b>				

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

f <sub>ywd,ef</sub>	=	391.3	MPa	resistenza di progetto efficace
α	=	90	°	(spille verticali)
Valore minimo A <sub>sw</sub>	=	6.0	mm/m	
ø <sub>st</sub>	=	16	mm	diametro spille
passo x spilli (il minore dei due)	=	50	cm	
passo y spilli	=	25	cm	
nbr	=	31		numero di spille su un perimetro
d	=	1418	mm	altezza utile media

A <sub>sw</sub>	=	6316.6	mm <sup>2</sup>	area di acciaio su un perimetro
S <sub>r</sub>	=	500	mm	passo radiale

$V_{Rd,cs}$	=	<b>1.21</b>	MPa	resistenza a taglio cls con armatura
Esito verifica	=	<b>Ok. Verifica soddisfatta</b>		
Fattore di sicurezza FS =	$V_{Rd,cs} / V_{Ed}$	<b>1.70</b>		

### 11.1.3 Pali

Per le verifiche strutturali occorre determinare il momento flettente massimo lungo il fusto del palo. La valutazione dello stato di sollecitazione può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti. Nell’ipotesi di  $k_h$  (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) crescente con la profondità, l’equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E_{palo} \cdot J_{palo} \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D \cdot y = 0 \quad \text{con} \quad y = \text{spostamento orizzontale del palo}$$

dove

- E modulo elastico del palo;
- J momento di inerzia del palo;
- $k_h$  coefficiente di sottofondo;
- D larghezza efficace del palo in genere assunta pari a 1.5 volte il diametro del palo.

Tale equazione si può scrivere anche nella forma

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} \cdot y = 0 \quad \text{con} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_{palo} \cdot J_{palo}}{k_h \cdot D}} = \text{lunghezza caratteristica del palo.}$$

Considerando il palo impedito di ruotare in testa per l’incastro determinato dal plinto, il massimo valore del momento flettente per effetto del carico orizzontale si ha in testa al palo ed è pari a:

$$M_{max} = V\alpha$$

Con V =forza orizzontale applicata in testa

Il momento agente a quota testa pali è dunque direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente  $\alpha$  (espresso in metri), dipendente dalle caratteristiche di rigidità relative palo-terreno e dall’eventuale liquefacibilità del suolo.

Nel caso in esame, il momento massimo risulta pari a:

$$\text{Dove } \alpha = \lambda / 2.$$

Per la spalla in esame  $\alpha$  è pari a 2.28.

Al di sotto della lunghezza elastica le formazioni e quindi le sollecitazioni si smorzano rapidamente, risultando praticamente indipendenti dalla reale lunghezza del palo.

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	49 di 57

Per la valutazione del coefficiente  $k_h$  si ipotizza un andamento crescente con la profondità del tipo :

$$k_h = \frac{n_h \cdot z}{D_{palo}}$$

e si assume il valore in corrispondenza della profondità media dello strato reagente.

Si riportano di seguito i calcoli svolti per l'individuazione delle sollecitazioni massime agenti lungo i pali di fondazione:

<b>GEOMETRIA DEL PALO</b>				
Diametro del palo	D	=	1.2	m

<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>				
$R_{ck}$		=	30	MPa
$\gamma_c$		=	1.5	
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$		=	24.9	MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8$		=	32.9	MPa
$E = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$		=	31447	MPa

<b>CARATTERISTICHE DEL TERRENO</b>				
Costante di sottofondo	K	=	20.0	N/cm <sup>3</sup>
Costante di sottofondo	K	=	0.02	N/mm <sup>3</sup>

<b>LUNGHEZZA ELASTICA DEL PALO</b>				
Diametro del palo	D	=	1200	mm
Modulo elastico del palo	E	=	31447	N/mm <sup>2</sup>
Inerzia del palo	J	=	1.02E+11	mm <sup>4</sup>

Parametro	$\lambda$	=	0.21	1/m
-----------	-----------	---	------	-----

Coefficiente $\alpha$	$\alpha$	=	2.40	m
-----------------------	----------	---	------	---

<b>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</b>				
Taglio massimo in testa al palo	T	=	1385	kN

<b>MOMENTO MASSIMO IN TESTA AL PALO</b>				
Momento di progetto $M = T/2\lambda$	M	=	3328	kN*m

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	50 di 57

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Calcestruzzo: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

**DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	51.0	25	32
2	0.0	0.0	47.8	25	32

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 14 mm  
Passo staffe: 15.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	5248.00	3330.00	0.00	1385.00	0.00
2	-3275.00	3330.00	0.00	1385.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3273.00	1320.00	0.00

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	51 di 57

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.8 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm <sup>2</sup> ]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	5248.00	3330.00	0.00	5247.82	6401.41	0.00	1.92	402.1(33.9)
2	S	-3275.00	3330.00	0.00	-3275.01	5122.29	0.00	1.54	402.1(33.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00293	6.4	50.6	-0.00324	0.0	-51.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00252	6.4	50.6	-0.00812	0.0	-51.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000060761	-0.000145665	----	----
2	0.000000000	0.000104726	-0.002783555	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	14 mm
Passo staffe:	15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	52 di 57

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1385.00	2467.32	2895.76	92.8   74.2	109.0	2.500	1.250	19.1	39.9(0.0)
2	S	1385.00	2169.42	3319.43	95.3   85.0	104.5	2.500	1.000	16.7	39.9(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.88	0.0	0.0	-44.3	0.0	-51.0	728	48.3

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00028	0.00000	0.500	32.0	74	0.00013 (0.00013)	334	0.044 (0.20)	1286.64	0.00

## 11.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano di seguito le verifiche in condizioni drenate e non drenate.

### 11.2.1 Verifiche di capacità portante

Agli SLE si è verificato che il rapporto tra la resistenza laterale e il carico assiale in combinazione caratteristica risulti maggiore di 1.25, come prescritto dalla normativa ferroviaria.

SPALLA				SFORZI NEI PALI			
Opera	D <sub>pali</sub>	N <sub>pali</sub>	L <sub>pali</sub>	Combinazione	N <sub>min</sub>	QI	QI/N <sub>min</sub>
	[m]	[-]	[m]		[kN]	[kN]	[-]
VI01	1.2	12	35	SLE	3275	8321	2.54

Tabella 12: Verifica SLE

VERIFICA ND				SFORZI NEI PALI			
Opera	D <sub>pali</sub>	N <sub>pali</sub>	L <sub>pali</sub>	Combinazione	N <sub>min</sub>	R <sub>d,c</sub>	F.S.
	[m]	[-]	[m]		[kN]	[kN]	[kN]
VI01	1.2	12	35	SLV-EL+0.3T	5248	5531	1.05

Tabella 13: Sintesi Verifica in condizioni non drenate

VERIFICA DR				SFORZI NEI PALI			
Opera	D <sub>pali</sub>	N <sub>pali</sub>	L <sub>pali</sub>	Combinazione	N <sub>min</sub>	R <sub>d,c</sub>	F.S.
	[m]	[-]	[m]		[kN]	[kN]	[kN]
VI01	1.2	12	35	SLV-EL+0.3T	5248	6192	1.18

Tabella 14: Sintesi Verifica in condizioni drenate

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	54 di 57

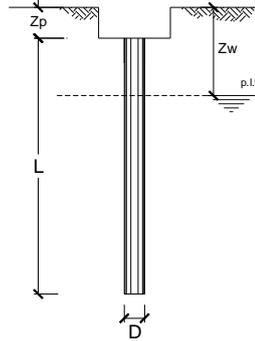
**CANTIERE:**

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (Ap):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	3.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>m</sub> ):	2.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	5246.92	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	6		Lpalo =	35.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s+raz</sub>
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.10	1.20	1.50	1.30	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' med (kPa)	φ' med (°)	c <sub>u</sub> med (kPa)
1	1.90	LSA	19.00	10.0	28.0	
2	4.60	AL	19.50	15.0	27.0	
3	1.40	G.S	22.00		40.0	
4	1.30	LSA	19.00	10.0	28.0	
5	6.40	GS	22.00		40.0	
6	19.40	AM	20.50	30.0	28.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.53	0.53		
0.55	0.51		
0.36	0.84		
0.53	0.53		
0.36	0.84		
0.53	0.53		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' min (kPa)	φ' min (°)	c <sub>u</sub> min (kPa)
1	1.90	LSA	19.00	10.0	28.0	
2	4.60	AL	19.50	15.0	27.0	
3	1.40	G.S	22.00		40.0	
4	1.30	LSA	19.00	10.0	28.0	
5	6.40	GS	22.00		40.0	
6	19.40	AM	20.50	30.0	28.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.53	0.53		
0.55	0.51		
0.36	0.84		
0.53	0.53		
0.36	0.84		
0.53	0.53		

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qs <sub>i</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Qs <sub>i</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	1.90	LSA	121.3					121.3				
2	4.60	AL	436.4					436.4				
3	1.40	G.S	190.9					190.9				
4	1.30	LSA	186.6					186.6				
5	6.40	GS	1296.0					1296.0				
6	19.40	AM	6590.5	7.25	11.76	3408.2	3854.6	6590.5	7.25	11.76	3408.2	3854.6

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$   
 $N_d = 5246.9$  (kN)

**CAPACITÀ PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal med} = 3854.6$  (kN)  
 laterale  $R_{s,cal med} = 8821.7$  (kN)  
 totale  $R_{c,cal med} = 12676.3$  (kN)

**CAPACITÀ PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal min} = 3854.6$  (kN)  
 laterale  $R_{s,cal min} = 8821.7$  (kN)  
 totale  $R_{c,cal min} = 12676.3$  (kN)

**CAPACITÀ PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = 2267.4$  (kN)  
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 5189.2$  (kN)  
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 7456.6$  (kN)

**CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$   
 $R_{c,d} = 6191.9$  (kN)  
 $F_s = R_{c,d} / N_d = 1.18$

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	55 di 57

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

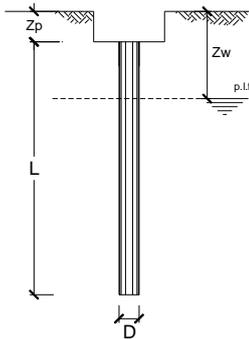
**CANTIERE:**

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1.20 (m)	Area del Palo (Ap):	1.131 (m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	3.50 (m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	2.00 (m)
Carico Assiale Permanente (G):	5247.92 (kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0 (kN)
Numero di strati	6 	Lpalo =	35.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s, traz</sub>	
		γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>				
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	●	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		○	1.10	1.20	1.50	1.30	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u, med</sub> (kPa)
1	1.90	LSA	19.00	28.0		30.0
2	4.60	AL	19.50	27.0		100.0
3	1.40	GS	22.00		40.0	
4	1.30	LSA	19.00	28.0		30.0
5	6.40	GS	22.00		40.0	
6	19.40	AM	20.50	28.0		200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	α	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.40
0.36	0.84		
0.00	0.00		0.80
0.36	0.84		
0.00	0.00		0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del pinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u, min</sub> (kPa)
1	1.90	LSA	19.00	28.0		30.0
2	4.60	AL	19.50	27.0		100.0
3	1.40	GS	22.00		40.0	
4	1.30	LSA	19.00	28.0		30.0
5	6.40	GS	22.00		40.0	
6	19.40	AM	20.50	28.0		200.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	α	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00		0.80
0.00	0.00		0.40
0.36	0.84		
0.00	0.00		0.80
0.36	0.84		
0.00	0.00		0.40

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>s1</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>s1</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	1.90	LSA	171.9					171.9				
2	4.60	AL	693.7					693.7				
3	1.40	GS	190.9					190.9				
4	1.30	LSA	117.6					117.6				
5	6.40	GS	1296.0					1296.0				
6	19.40	AM	5850.9	0.00	9.00	2586.3	2925.0	5850.9	0.00	9.00	7863.0	8892.8

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_g \cdot \gamma_G + N_q \cdot \gamma_Q$   
 $N_d = 5247.9 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b, \text{cal med}} = 2925.0 \text{ (kN)}$   
 laterale  $R_{s, \text{cal med}} = 8321.0 \text{ (kN)}$   
 totale  $R_{c, \text{cal med}} = 11246.0 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b, \text{cal min}} = 8892.8 \text{ (kN)}$   
 laterale  $R_{s, \text{cal min}} = 8321.0 \text{ (kN)}$   
 totale  $R_{c, \text{cal min}} = 17213.8 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b, k} = \text{Min}(R_{b, \text{cal med}}/\xi_3; R_{b, \text{cal min}}/\xi_4) = 1720.6 \text{ (kN)}$   
 $R_{s, k} = \text{Min}(R_{s, \text{cal med}}/\xi_3; R_{s, \text{cal min}}/\xi_4) = 4894.7 \text{ (kN)}$   
 $R_{c, k} = R_{b, k} + R_{s, k} = 6615.3 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c, d} = R_{b, k}/\gamma_b + R_{s, k}/\gamma_s$   
 $R_{c, d} = 5530.8 \text{ (kN)}$   
 $F_s = R_{c, d} / N_d$   
 $F_s = 1.05$

## 11.2.2 Verifiche del carico limite orizzontale

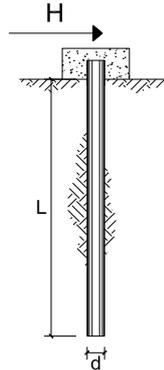
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_\phi$	$\gamma_r$	$\gamma_\phi$	$\gamma_r$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
SILU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00		
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60		
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30		
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30		
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00		
definiti dal progettista		○	1.00	1.00	1.00	1.30		



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	35.00	(m)
Diametro del palo	d =	1.20	(m)
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	6068.53	(kN m)
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	27.00	(°)
	$\phi'_{min} =$	27.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	27.00	(°)
	$\phi'_{min,d} =$	27.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$ )	$k_{p,med} =$	2.66	(-)
	$k_{p,min} =$	2.66	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1385	(kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)

Palo corto:

$H1_{med} = 111563.87$  (kN)       $H1_{min} = 111563.87$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 37361.34$  (kN)       $H2_{min} = 37361.34$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 3114.62$  (kN)       $H3_{min} = 3114.62$  (kN)

$H_{med} = 3114.62$  (kN)      palo lungo       $H_{min} = 3114.62$  (kN)      palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1832.13$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r = 1409.33$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1385.00$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.02$

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO**

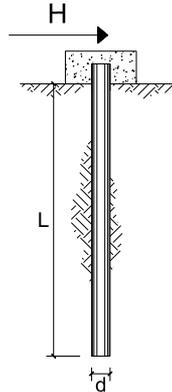
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA96	00 R 29	CL	VI0104 001	A	57 di 57

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)



coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$	
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		○	1.30	1.50	1.40	1.00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	35.00	(m)			
Diametro del palo	d =	1.20	(m)			
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y$ =	6068.53	(kN m)			
Coesione non drenata	$c_{u, med}$ =	100.00	(kPa)	$c_{u, min}$ =	100.00	(kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u, med, d}$ =	100.00	(kPa)	$c_{u, min, d}$ =	100.00	(kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1385	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)			

Palo corto:

$H1_{med} = 35856.00$  (kN)       $H1_{min} = 35856.00$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 14028.24$  (kN)       $H2_{min} = 14028.24$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 3532.78$  (kN)       $H3_{min} = 3532.78$  (kN)

$H_{med} = 3532.78$  (kN)      palo lungo       $H_{min} = 3532.78$  (kN)      palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 2078.11$  (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 1598.55$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1385.00$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.15$